تعیین ضریب رفتار قاب بتن‌آرمه دارای دیوار برشی فولادی نازک با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده

مجید قلهکی[۱*]، علی سلیمانی[۲]، امید رضائی‌فر[۳]

۱- دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان **mgholhaki@semnan.ac.ir***

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه سمنان

۳- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

تاریخ دریافت: [توسط مجله تکمیل می‌شود] تاریخ پذیرش: [توسط مجله تکمیل می‌شود]

چکیده

امروزه دیوار برشی فولادی در سراسر دنیا بخصوص مناطق با لرزه خیزی زیاد به شدت مورد توجه محققان و طراحان قرار گرفته است و مطالعات عددی و آزمایشگاهی فراوانی جهت شناخت بیشتر رفتار این سیستم انجام شده است. برای استفاده از ظرفیت محدوده‌ی رفتار غیرارتجاعی سیستم‌ها و سازه‌ها، لازم است در طراحی سازه روش‌های غیرخطی مورد استفاده قرار گیرند، اما به دلیل زمان‌بر بودن این نوع طراحی، از روش استاتیکی خطی معادل بهره گرفته می‌شود. اما طراحی الاستیک کاملاً غیراقتصادی است و به همین منظور از پارامتر ضریب رفتار استفاده می‌شود. در این تحقیق ضرایب لرزه‌ای برای سیستم قاب بتن آرمه با دیوار برشی فولادی نازک با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) تعیین شده‌اند. برای این منظور سه ساختمان ۷ و ۱۵ و ۳۰ طبقه تحت ۱۰ شتابنگاشت مختلف حوزه دور و نزدیک آنالیز شدند. بر اساس تحلیل‌ها ضریب شکل‌پذیری، اضافه مقاومت و ضریب رفتار سازه به ترتیب ۴/۲۴، ۲/۴۸ و ۹ محاسبه گردید. نتایج نشان داد که ضریب رفتار و شکل‌پذیری این نوع سیستم با افزایش ارتفاع سازه، کاهش و ضریب اضافه مقاومت افزایش می‌یابد.

کلمات کلیدی: ضریب رفتار، قاب خمشی بتن آرمه، دیوار برشی فولادی نازک، تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA).

Determining coefficient behavior of reinforced moment frame having the steel plate shear wall using incremental Non-linear Dynamic Analysis (IDA)

Nowadays the researchers and experts are interested in steel plate shear wall throughout the world particularly in the regions with high frequency of earthquakes. There has been a number of numerical and experimental studies to get more information about the behavior of this system.to make more use of the capacity of inelastic behavior of the systems and structures it makes necessary to apply Non-linear methods in designing structures. As this method is rather time-consuming the static linear technique is used instead of it, designing elastic is not economical, so it is replaced by coefficient

behavior. In this study, the seismic coefficient for the reinforced concrete moment frame with the thin steel plate shear wall is carried out using incremental nonlinear dynamic analysis. Three 7-story, 15-story, and 30-story buildings with different near fault and far fault records were analyzed. The ductility factor, additional strength, and coefficient behavior of the structure were calculated as 4.24, 2.48,9 respectively. The result of this study show that the coefficient behavior, and ductility factor of this system is decreased as the height of the structure goes up but it leads to the increase in the strength Factor.

Key words: coefficient behavior (R), Reinforcement Moment Frame, Thin Steel Plate Shear Wall, Incremental Dynamic Analysis (IDA)

۱- مقدمه

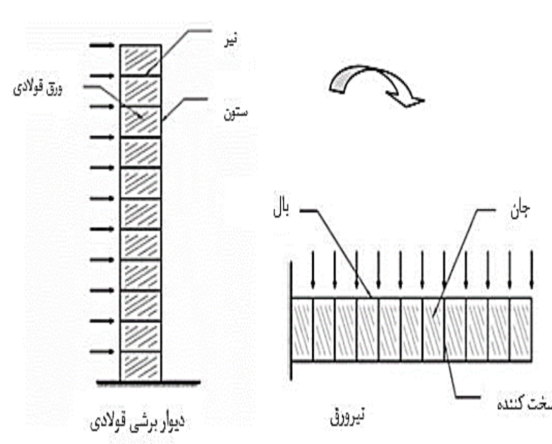
با توجه به اینکه سیستم قاب بتن آرمه با دیوار برشی فولادی یک سیستم جدید بوده و ضوابطی برای استفاده از آن در طراحی سازه ارائه نشده است، لذا لازم است پارامترهای لرزه‌ای شامل ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار تعیین شوند. اما یکی از مهم‌ترین عدم قطعیت‌های موجود در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، طبیعت ذاتی زلزله بوده که از نوع عدم قطعیت‌های تصادفی بوده و برای کمّی نمودن این عدم قطعیت، نیاز به لحاظ نمودن اثر تغییر رکورد زلزله بر پاسخ لرزه‌ای سازه با انجام آنالیزهای دینامیکی متعدد توسط رکوردهای متفاوت زلزله می‌باشد. لذا در این مطالعه جهت لحاظ نمودن اثر این نوع از عدم قطعیت‌ها از روش تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) استفاده شده است.

۲- تحقیقات انجام شده بر روی دیوار برشی فولادی

دیوار برشی فولادی از جمله سیستم‌های مقاوم جانبی پرکاربرد در سازه‌های بلند می‌باشد. وظیفه‌ی اصلی این سیستم حفظ و پایداری سازه در برابر نیروی افقی و لنگر واژگونی ناشی از بارهای جانبی وارد بر سازه است [۱]. دیوار برشی فولادی نسبت به دیوار برشی بتنی دارای مزایا و فوایدی می‌باشد که از جمله آنها می‌توان به سبک بودن و شکل‌پذیری بیشتر اشاره کرد [۲].

در سال ۲۰۰۴ میلادی آئین‌نامه‌های مختلف دیوار برشی فولادی از جمله آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی کانادا، FEMA- 450 ضوابطی برای طراحی دیوارهای برشی فولادی ارائه کردند. در سال ۲۰۰۵ میلادی ضوابط طراحی دیوار برشی فولادی به آئین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی امریکا AISC (AISC 314-2005) اضافه شد [۳].

دیوار برشی فولادی سیستمی است که از ورق‌های فولادی، ستون‌های حائل (VBE) و تیرهایی (HBE) که در تراز هر طبقه وجود دارند تشکیل‌شده است. رفتار دیوارهای برشی فولادی را می‌توان با عملکرد تیرورق‌ها شبیه‌سازی کرد. در شکل (۱) تصاویری از یک قاب با دیوارهای برشی فولادی و تیرورق با جان نازک نشان داده‌شده است. ستون‌های قاب با دیوار برشی مانند بال‌های تیرورق، تیرهای آن مشابه با تقویت‌کننده‌های میانی تیرورق و ورق فولادی به‌مثابه جان تیرورق می‌باشند [۴].



شکل (۱) مشابهت دیوار برشی فولادی به تیر ورق [۴]

مطالعات تئوریک در زمینه طراحی و آنالیز دیوارهای برشی فولادی، در نهایت منجر به ارائه دو روش محاسباتی ظرفیت برشی در این زمینه گردید. روش اول بر مبنای جایگزینی تعدادی نوار مورب به جای ورق پرکننده بوده (روش نواری) که توسط تربورن در سال ۱۹۸۳ به منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی ارائه و بعنوان ضمیمه آیین نامهٔ فولاد کانادا (CAN/CSA S16-01) پذیرفته شد [۵] روش دوم، بر مبنای تعامل ورق با قاب محیطی می‌باشد (روش PFI) که توسط صبوری و رابرتز در سال ۱۹۹۱ به منظور طراحی و آنالیز انواع مختلف دیوارهای برشی فولادی ارائه شده است [۳].

روبرتز و صبوری قمی در سال ۱۹۹۲ دانشگاه ولز انگلستان برای تأثیر بازشوها بر رفتار پانل‌های برشی فولادی آنها را با روزنه‌های دایره شکل در مرکز، تحت آزمایش بارگذاری چرخه‌ای قرار دادند [۶].

الغالی و همکاران در سال ۱۹۹۳ مدل‌هایی از سه نمونه دیوار برشی فولادی سه طبقه و یک دهانه با مقیاس ۱:۳ را که قبلاً توسط ککس و همکاران [۷] در همان سال ساخته و آزمایش شده بودند به روش المان محدود تحلیل کردند [۸]. در سال‌های ۱۹۹۶ و ۱۹۹۸ نتایج بارگذاری چرخه‌ای بر روی یک نمونه دیوار برشی فولادی چهار طبقه توسط درایور گزارش گردید، نمونه مورد آزمایش تا قبل از گسیختگی از خود رفتار بسیار نرم و شکل‌پذیر نشان داد [۹و۱۰].

بهبهانی فر و همکاران وی در سال ۲۰۰۳ میلادی، آزمایشات چرخه‌ای را با اعمال بارهای شبه استاتیکی همراه با شبیه سازی بارهای ثقلی بر روی سه طبقه فوقانی یک سازه چهار طبقه دیوار برشی فولادی که قبلاً توسط درایور و همکارانش در سال ۱۹۹۷ آزمایش شده بود، انجام دادند [۱۱].

ولادی و همکاران [۱۲] و چن و هنگ در سال ۲۰۰۶ [۱۳] صبوری و قلهکی در سال ۲۰۰۸ [۱۴] و چوی و پارک در سال ۲۰۱۱ [۱۵]، مطالعات آزمایشگاهی بر روی دیوار برشی فولادی انجام دادند که نتایج مطالعات این محققان شکل‌پذیری و ظرفیت خوب دیوار برشی فولادی را در برابر بارهای جانبی نشان داد. همچنین وبستر و همکاران در سال ۲۰۱۴ [۱۶]، صبوری و ممزیزی در سال ۲۰۱۵ [۱۷] و وانگ و همکاران در سال ۲۰۱۷ [۱۸] به تحقیق در مورد دیوار برشی فولادی پرداخته و نتایج تحقیقات خود را منتشر کردند.

در سال ۲۰۱۴ بومیک [۱۹] تحقیقاتی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی انجام داد. در این تحقیق رفتار لرزه ای سیستم دیوار برشی فولادی با چندین بازشوی دایره ای یک اندازه مورد بررسی قرار گرفت. قطر دایره ها، جانمایی و مش بندی المان ها نیز از مباحثی می باشد که در این تحقیق بررسی گردید.

در سال ۲۰۱۵ منگ و همکاران [۲۰] تحقیقات مشابه با مورد بالا انجام دادند. آنها در این تحقیق رفتار لرزه ای سیستم دیوار برشی فولادی در حالات گوناگون (از جمله، شکل ها و جانمایی های مختلف بازشوها، مشخصات سازه و همچنین سخت کننده های مختلف) را بررسی کردند.

در سال ۲۰۱۵ نیز پوربا و برینو [۲۱] مطالعات آزمایشگاهی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی انجام دادند. آنها در تحقیقات خود، نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون ها و تیرها و همچنین نوع خرابی در سازه را مورد ارزیابی قرار دادند. همچنین میزان تغییرمکان اعضا بصورت افقی و قائم بررسی گردید.

۳- تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

آنالیز دینامیکی فزاینده از جمله روش‌های قدرتمند کامپیوتری است که اخیراً به عنوان روش جامع و فراگیر برای محاسبه عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها در زمینه مهندسی زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد [۲۲] این روش در سال ۱۹۷۷ برای اولین بار توسط برتر [۲۳] پیشنهاد گردید و سپس شیوه‌های مختلفی توسط محققان دیگر مورداستفاده قرار گرفت. در دهه اخیر این روش توسط آژانس مدیریت بحران فدرال امریکا (FEMA) پذیرفته‌شده و در راهنماهای FEMA-351 [۲۴] و FEMA-350 [۲۵] برای تعیین ظرفیت فروریزش کلی سازه موردتوجه قرارگرفته‌است.

جهت استفاده از آنالیز IDA، انتخاب مناسب پارامترهای شدت لرزه‌ای و شدت خرابی بسیار مهم و تأثیرگذار است. شرط لازم برای انتخاب یک شدت لرزه‌ای مناسب، به مقیاس درآوردن آن است. همچنین انتخاب یک پارامتر شدت لرزه‌ای مناسب علاوه بر اینکه باعث پراکندگی کمتر و درنتیجه عمومیت بیشتر پاسخ ایجاد شده در سازه تحت اثر رکوردهای گوناگون زلزله می‌گردد، می‌بایست در بردارنده ویژگی‌های دینامیکی یک رکورد مانند محتوای فرکانسی، انرژی و ... باشد [۲۲]. در این تحقیق جهت وارد کردن ویژگی‌های سازه از جمله زمان تناوب، در فرآیند مقیاس کردن رکوردها و نیز لحاظ کردن میرایی، از شتاب طیفی مود اول سازه با میرایی ۵ درصد ($Sa(T_1,\zeta=5\%)$) به عنوان معیار شدت لرزه‌ای استفاده شده است.

از جمله پارامترهایی که به عنوان پارامتر شدت خرابی می‌تواند مورد استفاده قرار بگیرد می‌توان به دوران گرهی، تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای، تغییر مکان بام و یا تغییر شکل محوری المان‌ها اشاره کرد. پارامتر شدت خرابی باید به نحوی انتخاب شود که پاسخ سازه را هرچه بهتر نشان دهد. در این مطالعه با توجه اینکه در اکثر آئین نامه‌های معتبر از حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه ای جهت بیان حد خرابی سازه استفاده شده است و از آنجایی که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران نیز به آن اشاره شده است [۲۶]، لذا مطابق فلسفه حاکم بر این استاندارد، از معیار حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای (θ_{max}) به عنوان پارامتر شدت خرابی استفاده شده است.

آئین نامه‌های مختلف از جمله FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود در ایران (نشریه ۳۶۰)، شدت‌های مختلفی را برای حدود عملکرد مختلف در سازه ارائه کرده‌اند. به عنوان مثال در FEMA-356 برای حالت خرابی در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) و حد فروریزش (CP) به ترتیب تغییر مکان‌های جانبی نسبی ۲٪ و ۴٪ را برای قاب خمشی بتن آرمه ویژه بیان می‌کند [۲۷].

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، در آنالیز IDA مقیاس کردن رکوردها باید تا زمانی که سازه‌ها دریفت ۲ درصد یا ۲,۵ درصد را تجربه کنند ادامه یابد. در این سطح عملکردی، ساختمان دچار خرابی‌های قابل توجهی شده و سختی سازه به مقدار چشم گیری کاهش می‌یابد، ولی حاشیه ایمنی قابل توجهی نیز برای جلوگیری از فروریزش سازه وجود دارد [۲۸].

برای انجام آنالیز IDA، رکوردهای زلزله باید به نحوی

انتخاب شوند که مشابهت خوبی با محل قرارگیری سازه داشته باشند و اثرات خاک منطقه را به‌خوبی بر سازه بازسازی کنند [۲۲]. در این مطالعه به جهت عمومیت بیشتر آنالیزها علاوه بر شرایط خاک منطقه که خاک نوع III می‌باشد از شتابنگاشت‌های دو حوزه دور و نزدیک گسل با سرعت موج برشی ۱۷۵- ۳۷۵ m/s استفاده شده تا رفتار سازه تحت تأثیر هر دو حوزه بررسی شود. لیست شتابنگاشت‌های انتخابی که تعداد آنها ۱۰ مورد می‌باشد (۵ رکورد دور از گسل و ۵ رکورد نزدیک گسل) در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول (۱) شتابنگاشت‌های انتخابی برای آنالیز تاریخچه زمانی

سال	بزرگی-ریشتر	محل زلزله	ردیف	
۱۹۷۸	۷,۳۵	Tabas-iran	۱	رکوردهای دور از گسل
۱۹۸۰	۷,۲	Trinidad	۲	
۱۹۸۳	۶,۵	Taiwan	۳	
۱۹۹۴	۶,۶۹	Northridge	۴	
۱۹۸۰	۶,۳	Victoria.Mexico	۵	
۱۹۵۳	۵,۵	Imperial vally	۶	رکوردهای نزدیک گسل
۱۹۸۹	۶,۹۳	Loma.Prieta	۷	
۱۹۹۴	۵,۲۸	Northridge	۸	
۲۰۰۴	۶	Parkfield	۹	
۱۹۹۵	۶,۹	Kobe	۱۰	

برای مقیاس کردن رکوردها از ضرایب ثابت استفاده شده است. این ضرایب به نحوی انتخاب‌شده‌اند که تعداد دفعات مقیاس شدن یک رکورد تا زمان حصول شدت خرابی مورد نظر به حدی باشد که رفتار سازه از حالت الاستیک تدریجاً به سمت حالت غیرالاستیک سوق داده شود.

۴- ضریب رفتار

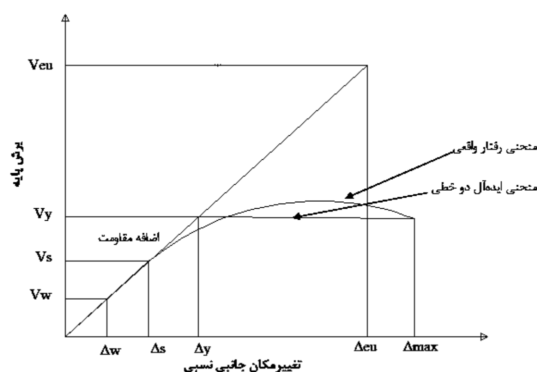
عموماً رفتار واقعی غیرخطی سازه با یک رابطه دو خطی مدل می‌گردد (شکل۳) که در آن نیروی حد جاری شدن سازه با Vy و در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام وقوع زلزله، ماکزیمم برش پایه در سازه برابر Ve خواهد بود.این نیرو به دلیل شکل‌پذیری و رفتار غیرخطی سازه به مقدار Vy کاهش می‌یابد.

ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری مطابق رابطه (۱) تعریف می‌شود:

$$R\mu = \frac{V_e}{V_y} \qquad (۱)$$

نسبت برش پایه ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی در سازه (وقوع اولین جاری شدن)، ضریب اضافه مقاومت نامیده شده و طبق رابطه (۲) و شکل (۲) بدست می‌آید. بر اساس روابط مدل اندرکنش ورق با قاب، ابتدا ورق فولادی خراب شده، سپس در شدت های زلزله بیشتر، تیرها دچار خرابی شده و در نهایت قاب خمشی وارد عمل می شود و مفاصل پلاستیک تشکیل خواهند شد.

$$Rs = \frac{V_y}{V_s} \qquad (۲)$$



شکل (۲) رفتار کلی سازه

برای طراحی در حالت تنش مجاز، آئین نامه‌ها طراحی نیروی Vs را به Vw کاهش می‌دهند. این کاهش نیرو توسط ضریب تنش مجاز طبق رابطه (۳) صورت می‌پذیرد.

$$\gamma = \frac{V_s}{V_w} \qquad (۳)$$

با توجه به توضیحات فوق ضریب رفتار سازه که برای تبدیل نیروی خطی اعمالی به سازه به نیروی طراحی به کار می‌رود مطابق رابطه ۴ و ۵ به ترتیب برای حالت مقاومت نهایی و حالت تنش مجاز محاسبه می‌شود[26].

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R\mu \times Rs \qquad (۴)$$

$$R = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R\mu \times Rs \times \gamma \qquad (۵)$$

۴-۱ محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از آنالیز دینامیکی غیرخطی افزایشی IDA

در این روش که توسط موافای و الناشای [۳۰]، ابداع شده برای محاسبه برش پایه در سازه از تحلیل IDA استفاده شده و نسبت برش پایه نهایی به برش پایه معادل اولین جاری شدن به عنوان ضریب اضافه مقاومت معرفی می‌گردد. این روش با توجه به مرجع [۳۱] به صورت زیر اصلاح می‌گردد:

$$Rs = \frac{V_{b(Dyn,u)}}{V_{b(st,y)}} \qquad (۶)$$

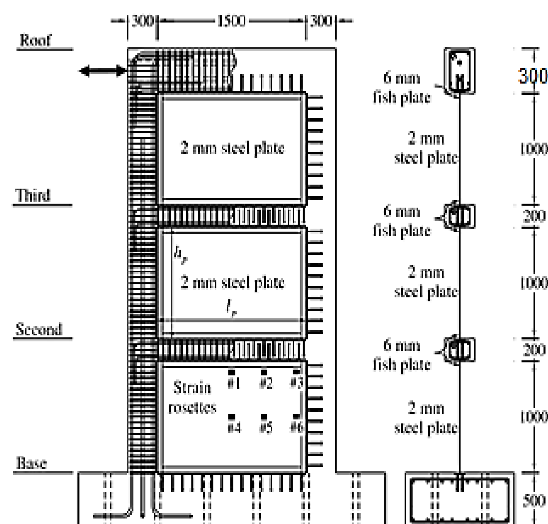
۴-۲ محاسبه ضریب شکل‌پذیری با استفاده از آنالیز دینامیکی غیرخطی فزاینده IDA

در این روش با مقیاس کردن رکوردهای زلزله انتخاب شده و انجام آنالیز IDA، ماکزیمم برش پایه غیرخطی ($V_{b(Dyn,u)}$) متناظر حالت حدی خرابی بدست آمده، سپس با انجام آنالیز خطی سازه تحت همان رکورد، برش الاستیک سازه ($V_{b(Dyn,e)}$) محاسبه شده و مطابق رابطه (۷) ضریب شکل‌پذیری محاسبه می‌گردد:

$$R\mu = \frac{V_{b(Dyn,e)}}{V_{b(Dyn,u)}} \qquad (۷)$$

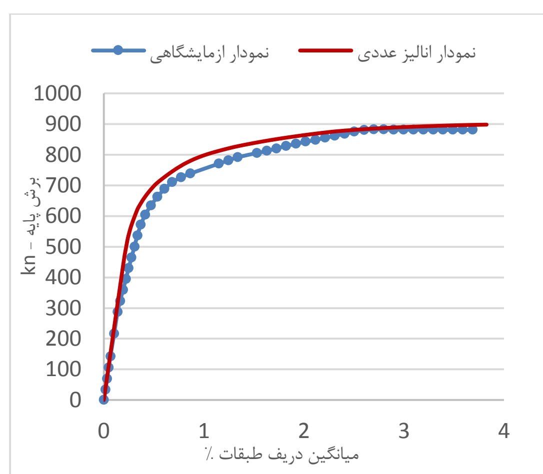
۶- صحت‌سنجی و مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees

در این مقاله برای مدل‌سازی و انجام تحلیل‌های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی تاریخچه زمانی از نرم‌افزار Opensees2.4.0 استفاده شده است [۳۲]. برای صحت‌سنجی نرم افزار Opensees، از مدل آزمایشگاهی قاب بتن آرمه با دیوار برشی ورق فولادی (SPIW1) چویی و پارک استفاده شده است [۱۸]. این پژوهش جهت بررسی رفتار دیوار برشی فولادی جدار نازک با المان‌های مرزی قاب بتن آرمه انجام شده است. برای این منظور مدل سه طبقه یک دهانه از سیستم مذکور با مقیاس ۱:۳ ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفته است. ابعاد و جزئیات مسلح شدگی المان‌های قاب مرزی در شکل (۳) نشان داده شده است. ابعاد مقطع ستون‌ها، تیرها و تیرطبقه آخر به ترتیب ۳۰۰*۳۰۰ میلیمتر، ۳۰۰*۲۰۰ میلیمتر و ۳۰۰*۳۰۰ میلیمتر می‌باشند. المان ها بصورت frame در نظر گرفته شدند لذا سیستم بصورت مفصلی عمل کرده و بحث تمرکز تنش مطرح نخواهد بود، مش بندی ها بصورت منظم انجام شده اند و حتی با این تفاسیر نیازی به مش بندی نخواهد بود.

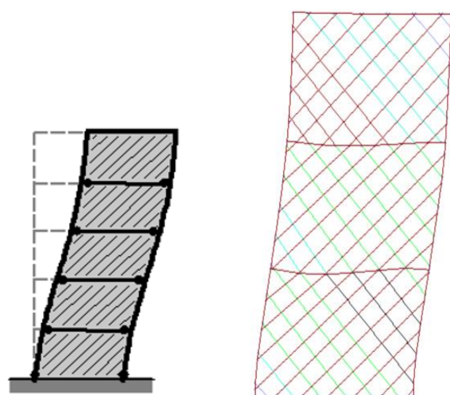


شکل (۳) نمونه آزمایشگاهی چوی و پارک [۱۸]

برای مدل‌سازی در نرم‌افزار Opensees از المان تیر–ستون غیرخطی (nonlinearBeamColumn) برای المان‌های تیر و ستون‌ها با کنترل تغییر شکل استفاده شده است که این المان قابلیت لحاظ نمودن اثر P-Δ و تغییر شکل‌های بزرگ را دارد. برای مدل‌سازی ورق فولادی از روش نواری با زاویه میدان کشش قطری ۴۵ درجه استفاده شده است [۳۲]. در این روش برای مدل‌سازی نوارهای کششی از المان خرپا استفاده شده است. جهت مدل‌سازی پلاستیسیته گسترده در المان‌ها در برنامه، مقطع المان‌های تیر و ستون به تعدادی الیاف (Fiber) تقسیم می‌شوند. همچنین جهت مدل‌سازی مصالح بتنی و فولاد آرماتورها به ترتیب از مصالح Concrete01 و Steel02 استفاده شده است. برای مدل‌سازی رفتار واقعی نوارها که در هنگام فشار نباید از خود واکنش نشان دهند از مصالح Hystertic استفاده شده که با رفتار سه خطی در کشش و فشار این ویژگی را به نوارها می‌دهد که در هنگام در فشار قرار گرفتن از خود مقاومت نشان نداده و اجازه دهد که میدان کشش قطری دیوار برشی فولادی به‌خوبی مدل‌سازی شود. بارگذاری مدل همانند مدل آزمایشگاهی صورت گرفته است، به‌طوری که نیرو با استفاده از یک جک به گوشه طبقه سوم وارد می‌شود. نتیجه بارگذاری به‌صورت منحنی ظرفیت سازه در شکل (۴) ارائه شده است. که دو نمودار آزمایشگاهی و مدل عددی را با هم مقایسه می‌کند. همچنین در شکل(۵) شکل تغییر یافته مدل عددی نشان داده شده است که طبق طراحی مدل آزمایشگاهی رفتار برشی را در برابر بارگذاری جانبی از خود نشان داده است. مدل عددی دارای ظرفیت نهایی و شیب اولیه بسیار نزدیک به مدل آزمایشگاهی می‌باشد ولی به دلیل ترک‌های اولیه بتن در مدل آزمایشگاهی، نمودار حاصل از مدل‌سازی عددی دیرتر تسلیم شدگی را نشان می‌دهد.



شکل (۴) مقایسه رفتار عددی و آزمایشگاهی


شکل (۵) شکل تغییر یافته‌ی مدل عددی

نتایج مدل صحت سنجی نشان می‌دهد که نرم‌افزار Opensees و مدل‌سازی عددی ورق فولادی به روش نواری به‌خوبی می‌توانند رفتار ورق فولادی در قاب بتن آرمه را نشان دهد.

۶-۱ طراحی مدل‌ها

مقاومت فولاد و بتن در اعضای مرزی و ورق جان مشابه تحقیقات چوی و پارک در نظر گرفته شد [۱۵]. جداول ۲ تا ۵ مقاطع تیر و ستون و ضخامت ورق فولادی طراحی شده‌ی نمونه‌های ۷ و ۱۵ و ۳۰ طبقه را نشان می‌دهد.

جدول (۲) مشخصات مقاطع سازه ۷ طبقه

ضخامت ورق mm	تیر cm	ستون کناری cm	ستون میانی cm	طبقه
۱,۲۸	۴۰*۴۰	۴۰*۴۰	۵۵*۵۵	۱
۱,۸	۴۰*۴۰	۴۰*۴۰	۵۵*۵۵	۲
۱,۴۶	۳۵*۳۵	۳۵*۳۵	۵۰*۵۰	۳
۱,۲۸	۳۵*۳۵	۳۵*۳۵	۵۰*۵۰	۴
۰,۹	۳۰*۳۰	۳۰*۳۰	۴۰*۴۰	۵
۰,۷	۳۰*۳۰	۳۰*۳۰	۳۵*۳۵	۶
۰,۳	۳۰*۳۰	۳۰*۳۰	۳۰*۳۰	۷
	۴۰*۳۰	طبقه ۷ در دهانه دارای دیوار برشی		

جدول (۳) مشخصات مقاطع سازه ۱۵ طبقه

ضخامت ورق mm	تیر cm	ستون کناری cm	ستون میانی cm	طبقه
۶,۰۸	۵۰*۵۰	۷۰*۷۰	۱۱۰*۱۱۰	۱
۳,۴۲	۵۰*۵۰	۷۰*۷۰	۹۰*۹۰	۲
۲,۹۶	۵۰*۵۰	۷۰*۷۰	۹۰*۹۰	۳
۲,۹۶	۵۰*۵۰	۶۰*۶۰	۸۰*۸۰	۴
۲,۹۶	۵۰*۵۰	۶۰*۶۰	۸۰*۸۰	۵
۲,۶۴	۵۰*۵۰	۶۰*۶۰	۷۰*۷۰	۶
۲,۶۴	۴۵*۴۵	۵۰*۵۰	۷۰*۷۰	۷
۲,۶۴	۴۵*۴۵	۵۰*۵۰	۶۰*۶۰	۸
۲,۶۴	۴۵*۴۵	۴۰*۴۰	۶۰*۶۰	۹
۱,۸	۳۵*۳۵	۴۰*۴۰	۵۰*۵۰	۱۰
۱,۸	۳۵*۳۵	۴۰*۴۰	۵۰*۵۰	۱۱
۱,۱	۳۵*۳۵	۳۵*۳۵	۴۵*۴۵	۱۲
۱,۱	۳۰*۳۰	۳۵*۳۵	۴۵*۴۵	۱۳
۰,۹۳	۳۰*۳۰	۳۰*۳۰	۴۵*۴۵	۱۴
۰,۳۷	۳۰*۳۰	۳۰*۳۰	۳۵*۳۵	۱۵
	۴۰*۳۰	طبقه ۱۵ در دهانه با دیوار برشی		

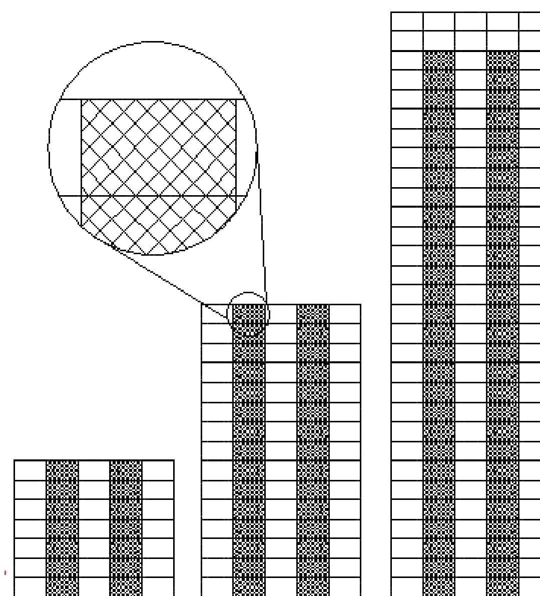
جدول (۴) مقاطع ستون سازه ۳۰ طبقه

ستون کناری cm	طبقه	ستون میانی cm	طبقه
۱۰۰*۱۰۰	۱–۲	۱۹۰*۱۹۰	۱–۳
۹۰*۹۰	۳–۵	۱۷۰*۱۷۰	۴–۷
۸۰*۸۰	۶–۱۰	۱۵۰*۱۵۰	۸–۱۰
۷۰*۷۰	۱۱–۱۵	۱۳۰*۱۳۰	۱۱–۱۳
۶۰*۶۰	۱۶–۲۰	۱۲۰*۱۲۰	۱۴–۱۵
۵۰*۵۰	۲۱–۲۵	۱۱۰*۱۱۰	۱۶–۱۷
۴۰*۴۰	۲۶–۲۷	۹۰*۹۰	۱۸–۲۰
۴۰*۴۰	۲۸–۳۰	۷۰*۷۰	۲۱–۲۲
		۷۰*۷۰	۲۳–۲۵
		۵۰*۵۰	۲۶–۲۸
		۴۰*۴۰	۲۹–۳۰

جدول (۵) مقطع تیر و ضخامت ورق سازه ۳۰ طبقه

ضخامت ورق mm	طبقه	تیر cm	طبقه
۱۱,۸	۱–۱۰	۷۰*۷۰	۱–۱۵
۹,۶	۱۱–۱۵	۶۰*۶۰	۱۶–۲۰
۷	۱۶–۲۰	۵۰*۵۰	۲۱–۲۵
۴,۸	۲۱–۲۵	۴۰*۴۰	۲۶–۳۰
۱,۴	۲۶–۲۸	۵۵*۴۰	۲۸ با spsw

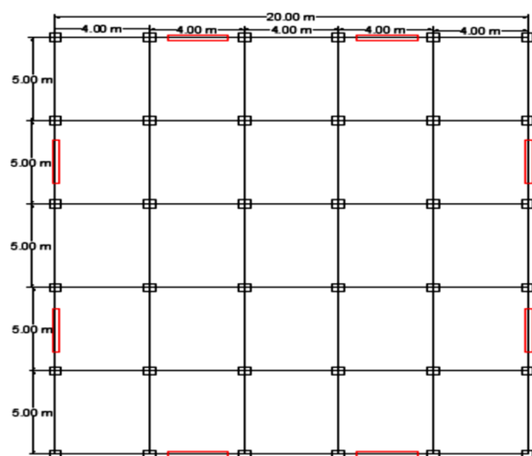
پس از طراحی مدل‌ها در نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی شدند. شکل (۶) مدل‌های ایجاد شده در نرم‌افزار را نشان می‌دهد.



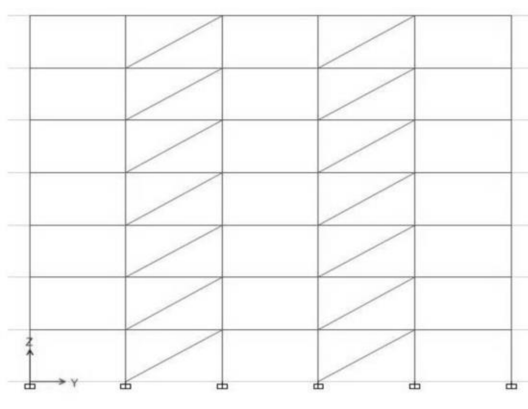
شکل (۶) مدل‌های ایجاد شده در نرم‌افزار

۷- مدل های مورد بررسی و نتایج تحلیل

در این مقاله سه سازه‌ی بتنی ۷ و ۱۵ و ۳۰ طبقه با سیستم قاب بتن آرمه ویژه و دیوار برشی فولادی نازک به صورت سه بعدی در نرم افزار ETABS-2015، با فرض احداث در منطقه‌ای با خطر نسبی بسیار زیاد و خاک نوع III و کاربری مسکونی که درجه اهمیت یک دارد، مطابق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران [۲۶] و مبحث ششم مقررات ملی [۳۳] و با لحاظ ضوابط مبحث نهم مقررات ملی [۳۴]، تحلیل و طراحی شدند. ارتفاع کلیه طبقات ۳ متر، طول دهانه‌ها در امتداد طول ساختمان ۵ متر و در امتداد عرض ساختمان ۴ متر در نظر گرفته شد، (شکل ۷). برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در مراحل طراحی به دلیل عدم امکان مدل‌سازی ورق فولادی در هندسه مدل و تحلیل آن توسط نرم‌افزار ETABS، از مهاربند کششی معادل بهره گرفته شد، (شکل ۵). در دو طبقه‌ی آخر سازه ۳۰ طبقه به دلیل ایجاد برش منفی در مهاربندها، در سازه از کاربرد سیستم دوگانه در این طبقات اجتناب شده و برای مقابله با نیروی جانبی تنها از سیستم قاب بتن آرمه ویژه استفاده گردید. لازم به ذکر است که برای دوگانه محسوب شدن یک سیستم، طبق استاندارد ۲۸۰۰، سیستم قاب خمشی و سیستم دیوار برشی هریک به تنهایی باید بتوانند به ترتیب ۲۵ و ۵۰ درصد نیروی جانبی را تحمل کنند [۲۶].



شکل (۷) پلان سازه‌ها و جانمایی دیوار برشی فولادی



شکل (۸) نمای قاب ۷ طبقه با مهاربند معادل

بعد از تحلیل و طراحی سازه‌ها با سیستم مهاربند معادل و بدست آوردن مقاطع تیر و ستون‌ها و سطح مقطع مهاربندها، با استفاده از رابطه‌ی (۸) ضخامت ورق فولادی معادل برای هر کدام سازه‌ها در تمام طبقات محاسبه می‌شود [۳۵].

$$t = \frac{2A_b \sin\theta \sin 2\theta}{L \sin^2 2\alpha} \quad (۸)$$

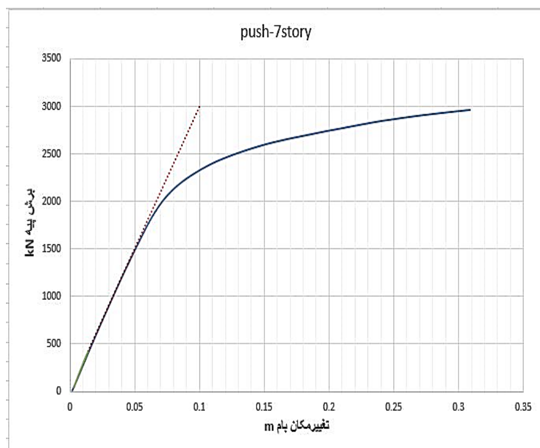
در رابطه فوق θ، α، L و A_b به ترتیب زاویه بین مهاربند و ستون، زاویه تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی، عرض دهانه قاب و سطح مقطع مهاربند معادل هستند.

بعد از تعیین ضخامت ورق فولادی در هر دهانه باید ستون‌های اطراف ورق فولادی و تیرهای مرزی آخرین طبقه دارای دیوار برشی فولادی برای تحمل لنگر ناشی از میدان کشش قطری دیوار برشی فولادی با استفاده از رابطه‌های ارائه شده در نشریه شماره ۲۰ انجمن فولاد امریکا کنترل شود [۳۵].

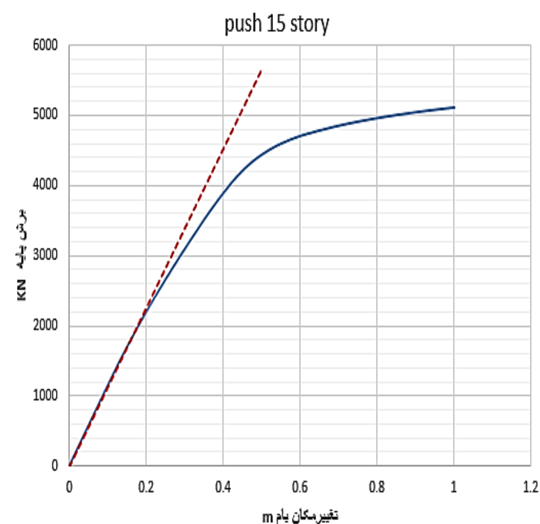
تحلیل‌ها در دو بخش تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) و تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) به ترتیب زیر صورت گرفت.

۷-۱ تحلیل استاتیکی غیرخطی

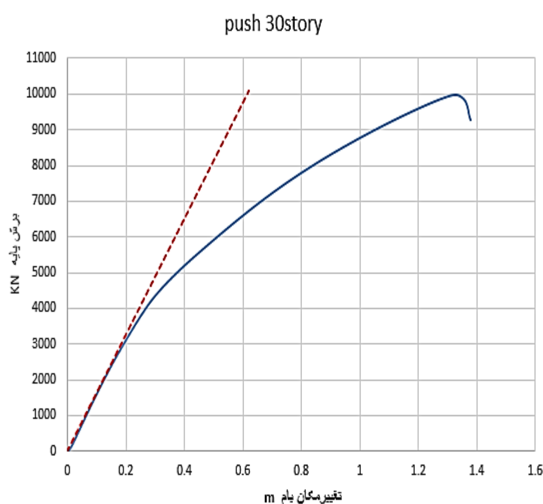
همان‌طور که در بخش های قبل اشاره شد جهت بدست آوردن برش مربوط به ایجاد اولین تسلیم شدگی در سازه از تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون استفاده می‌شود. نمودارهای این تحلیل که دارای مؤلفه‌ی افقی تغییر مکان بام و مؤلفه‌ی قائم برش پایه هستند در شکل‌های ۹ تا ۱۱ ارائه شده‌اند.



شکل (۹) نمودار آنالیز استاتیکی غیرخطی بارافزون سازه ۷ طبقه



شکل(۱۰) نمودار آنالیز استاتیکی غیرخطی بار افزون سازه ۱۵ طبقه



شکل(۱۱) نمودار آنالیز استاتیکی غیرخطی بار افزون سازه ۳۰ طبقه

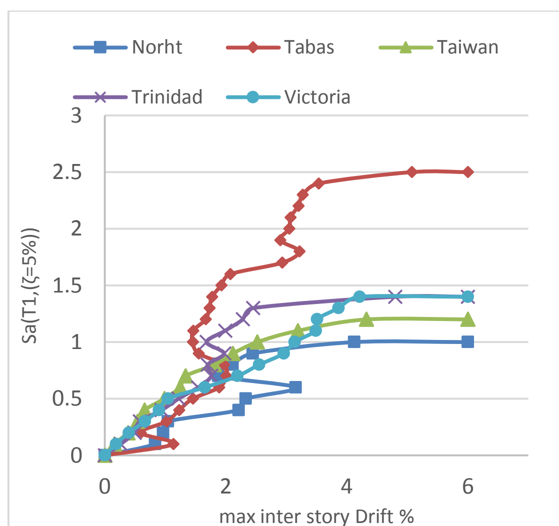
برای بدســـت آوردن نیروی برشـــی معادل اولین تســـلیم شـدگی در سـازه لازم اسـت تا از روی نمودار، محلی که سازه از حالت خطی خود خارج شده و در آستانه ورود به حالت غیرخطی اسـت مشـخص گردد و برشی پایه‌ای که در این مرحله به ســـازه وارد می‌شـــود، برش نظیر اولین تسلیم شدگی ($V_{b(st,y)}$) در نظر گرفته می‌شود. برای تعیین آسـتانه غیرخطی شـدن سازه یک خط بر نمودار به نحوی رسـم می‌شود که بر سختی ابتدایی منطبق بوده و شیب آن با شـیب اولیه نمودار ظرفیت سازه یکسان باشد، (شکل ۹ تـا ۱۱). زمـانی کـه نمودار خطی از نمودار واقعی جـدا می‌شـود سـازه وارد مرحله غیرخطی شده و تسلیم شدگی در آن رخ داده اسـت. مقادیر برش مربوط به اولین تسلیم شدگی برای سه مدل به شرح جدول (۶) می‌باشد.

جدول(۶) مقادیر برش نظیر اولین تسلیم شدگی

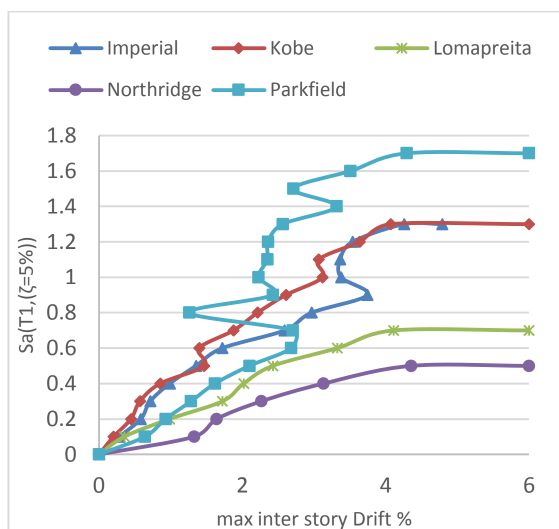
مدل	۷ طبقه	۱۵ طبقه	۳۰ طبقه
V_d - kN	۱۳۲۵	۲۳۷۰	۳۲۰۰

۷-۲ نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA)

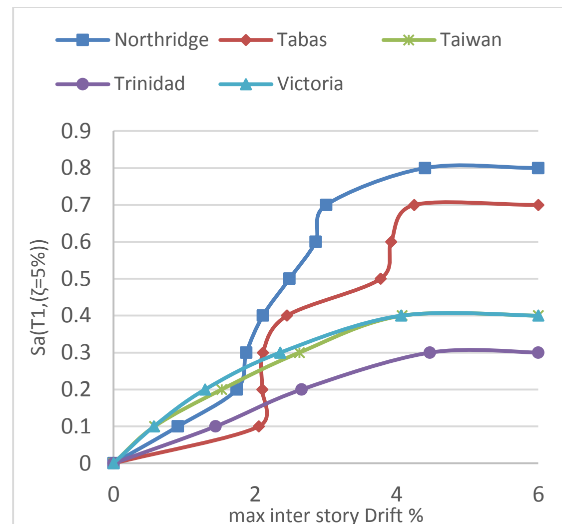
برای بدســـت آوردن برش نظیر حد خرابی در ســـازه‌ها، مقیاس شدن رکورد تا زمانی که سازه به دریفت مورد نظر برســـد ادامه می‌یابد. نتایج آنالیزهای دینامیکی فزاینده به صـورت منحنی‌های خلاصـه IDA با معیار شدت لرزه‌ای (IM)، $Sa(T_1,\zeta=5\%)$ و معیار شدت خرابی (DM) برای بیشـینه تغییر مکان جانبی نسـبی بین طبقه‌ای مدل‌ها در شـکل‌های ۱۲ تا ۱۷ ارائه شـده اسـت. همان‌طور که در منحنی‌هـا دیـده می‌شـــود بـه طور کلی بـا افزایش ارتفاع ساختمان، سازه‌ها زودتر وارد ناحیه غیرخطی شده و برای یک مقدار معیار شـــدت خرابی ثابت، مقادیر معیار شـــدت لرزه‌ای در نمودارها کاهش می‌یابد. به عبارت دیگر می‌توان گفت ظرفیت S_a سـازه متناظر با یک معیار خرابی معین با افزایش ارتفـاع آنهـا کـاهش می‌یـابد که این مطلب در اثر وارد شدن مودهای بالاتر بر سازه رخ می دهد.



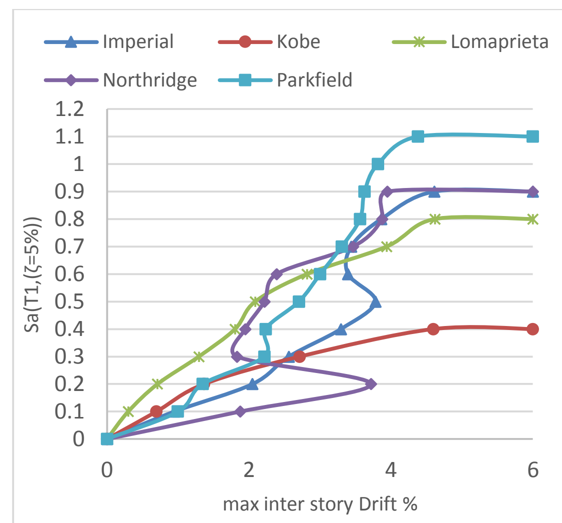
شکل (۱۲) نمودار IDA مدل ۷ طبقه تحت رکوردهای دور از گسل



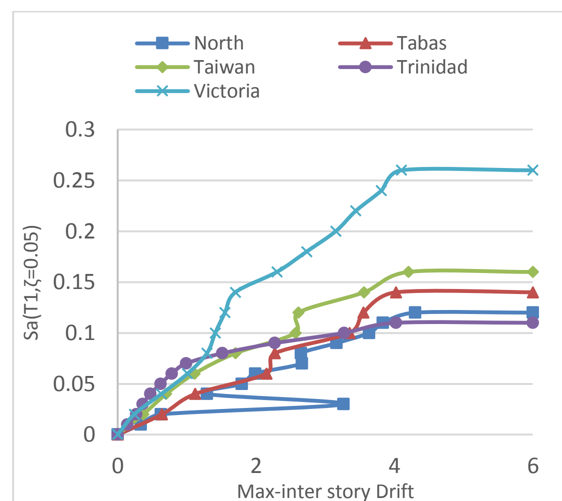
شکل (۱۳) نمودار IDA مدل ۷ طبقه تحت رکوردهای نزدیک گسل



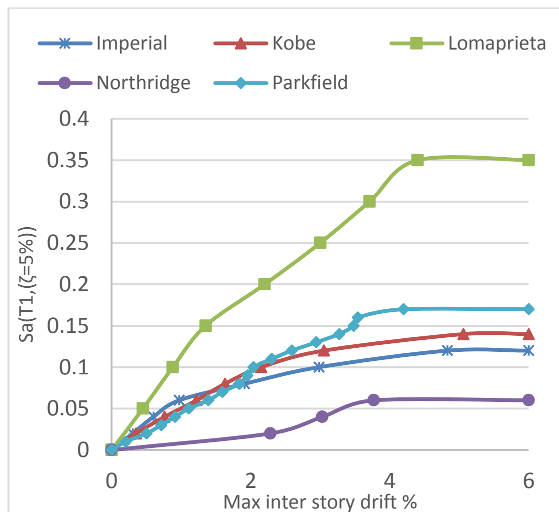
شکل (۱۴) نمودار IDA مدل ۱۵ طبقه تحت رکوردهای دور از گسل



شکل (۱۵) نمودار IDA مدل ۱۵ طبقه تحت رکوردهای نزدیک گسل



شکل (۱۶) نمودار IDA مدل ۳۰ طبقه تحت رکوردهای دور از گسل



شکل(۱۷) نمودار IDA مدل ۳۰ طبقه تحت رکوردهای نزدیک گسل

۷-۳ محاسبه ضریب رفتار

با توجه به نتایج حاصل از آنالیزهای استاتیکی غیرخطی و دینامیکی تاریخچه زمانی تحت اثر رکوردهای انتخاب شده، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار برای هر یک از سازه‌ها محاسبه شده و در جداول ۷ تا ۱۴ ارائه شده است. همان‌طور که در نتایج مشاهده می‌شود مقادیر ضریب اضافه مقاومت با افزایش تعداد طبقات ساختمان با افزایش رو به رو شده و این امر به دلیل تأثیر درجه نامعینی بر ضریب اضافه مقاومت است که با افزایش درجه نامعینی، ضریب اضافه مقاومت افزایش می‌یابد. اما روند تغییر ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار برعکس اضافه مقاومت است. ضریب شکل پذیری به دلیل افزایش ارتفاع سازه یک روند کاهشی را تجربه می‌کند.

به دلیل کاهش زیاد شکل‌پذیری، روند افزایشی اضافه مقاومت نتوانسته باعث افزایش ضریب رفتار شده و روند کاهش ضریب شکل‌پذیری غالب بوده و لذا ضریب رفتار،

روند کاهشی را تجربه کرده است. در نهایت با میانگین‌گیری از مقادیر بدست آمده برای ضریب رفتار، مقادیر نهایی ضریب رفتار برای سیستم قاب خمشی بتن آرمه با دیوار برشی فولادی نازک در جدول ۱۴ ارائه شده است.

جدول (۷) اضافه مقاومت سازه‌ها تحت رکوردهای دور از گسل

مدل / رکورد	۷ طبقه	۱۵ طبقه	۳۰ طبقه
Northridge	۲,۲۲	۲,۸۴	۴,۴۹
Tabas	۲,۰۹	۱,۵۵	۲,۸۲
Taiwan	۱,۸۹	۱,۷۸	۲,۳۰
Trinidad	۲,۱۹	۱,۵۳	۳,۶۵
Victoria	۱,۴۳	۱,۶۲	۳,۷۹

جدول (۸) اضافه مقاومت سازه‌ها تحت رکوردهای نزدیک گسل

مدل / رکورد	۷ طبقه	۱۵ طبقه	۳۰ طبقه
Imperial	۱,۶۲	۲,۰۸	۲,۸۸
Kobe	۲,۱۴	۲,۲۶	۲,۹۴
Lomaprieta	۲,۰۶	۱,۷۸	۲,۲۰
Northridge	۱,۸۱	۳,۶۸	۳,۴۸
Parkfield	۲,۱۱	۳,۸۱	۳,۳۰

جدول (۹) شکل‌پذیری سازه‌ها تحت رکوردهای دور از گسل

مدل / رکورد	۷ طبقه	۱۵ طبقه	۳۰ طبقه
Northridge	۳,۱۱	۳,۱۲	۱,۴۱
Tabas	۴,۶۰	۷,۳۷	۲,۴۵
Taiwan	۶,۴۴	۶,۰۷	۳,۳۹
Trinidad	۶,۰۹	۵,۹۸	۱,۵۴
Victoria	۱۰,۸۸	۷,۷۶	۱,۴۳

جدول (۱۰) ضریب شکل‌پذیری سازه‌ها تحت رکوردهای نزدیک گسل

مدل / رکورد	۷ طبقه	۱۵ طبقه	۳۰ طبقه
Imperial	۷,۰۱	۴,۷۰	۳,۱۳
Kobe	۵,۱۸	۳,۷۰	۳,۶۰
Lomaprieta	۵,۰۹	۵,۱۵	۲,۴۳
Northridge	۴,۳۰	۱,۷۴	۲,۲۸
Parkfiela	۴,۶۳	۱,۳۶	۱,۴۰

جدول (۱۱) ضریب رفتار سازه ۷ طبقه حالت حد نهائی و تنش مجاز

		R-LRFD	R-ASD
رکوردهای دور از گسل	Northridge	۶,۸۴	۹,۹۹
	Tabas	۹,۶۱	۱۳,۹۰
	Taiwan	۱۲,۱۷	۱۷,۵۷
	Trinidad	۱۳,۳۴	۱۹,۲۷
	Victoria	۱۵,۴۵	۲۲,۴۵
رکوردهای نزدیک گسل	Imperial	۱۱,۳۵	۱۶,۴۳
	Kobe	۱۱,۱	۱۶,۰۴۰
	Lomaprieta	۱۰,۵	۱۵,۱۳
	Northridge	۷,۷۸	۱۱,۲۲
	parkfield	۹,۷۷	۱۴,۱۴

جدول (۱۲) ضریب رفتار سازه ۱۵ طبقه به دو روش حالت حد نهائی و تنش مجاز

		R-LRFD	R-ASD
رکوردهای دور از گسل	Northridge	۸,۸۶	۱۲,۷۶
	Tabas	۱۱,۴۲	۱۶,۵۰
	Taiwan	۱۰,۸	۱۵,۵۶
	Trinidad	۹,۲۰	۱۳,۲۵
	Victoria	۱۲,۶	۱۸,۱۹
رکوردهای نزدیک گسل	Imperial	۹,۷۹	۱۴,۱
	Kobe	۸,۳۸	۱۲,۰۷۸
	Lomaprieta	۹,۱۸	۱۳,۲
	Northridge	۶,۴۳	۹,۲۷
	parkfield	۵,۲۱	۷,۵۰۶

جدول (۱۳) ضریب رفتار سازه ۳۰ طبقه به دو روش حالت حد نهائی و تنش مجاز

		R-LRFD	R-ASD
رکوردهای	Northridge	۳,۳۶	۹,۱۶
	Tabas	۶,۹۴	۹,۹۹

دور از گسل	Taiwan	۷٫۸۱	۱۱٫۲۵
	Trinidad	۵٫۶۳	۸٫۱۲
	Victoria	۵٫۴۵	۷٫۸۵
رکوردهای نزدیک گسل	Imperial	۹٫۰۴۰	۱۳٫۰۱
	Kobe	۱۰٫۵۸	۱۵٫۲۴
	Lomaprieta	۵٫۳۶	۷٫۷۲
	Northridge	۷٫۹۵	۱۱٫۴۵
	parkfield	۴٫۶۴	۶٫۶۸

برای دستیابی به مقادیر ضریب رفتار، ابتدا از ضرایب رفتار در هر سازه میانگین‌گیری شده و نتایج در جدول ۱۴ ارائه گردید. سپس برای جمع‌بندی و تعیین یک ضریب رفتار، از مقادیر فوق میانگین‌گیری شد. همان‌طور که نتایج نشان می‌دهد با افزایش ارتفاع، ضریب رفتار کاهش یافته و لذا تخصیص یک ضریب رفتار به طیف وسیعی از سازه‌ها با ارتفاع‌های مختلف، تا حدودی غیر واقع بینانه است. مطابق محاسبات مذکور و منطبق بر نتایج سه قاب فوق‌الذکر، ضریب رفتار برای قاب بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی به روش حالت حد نهائی برابر ۹ پیشنهاد می‌شود. لازم به ذکر است که ضریب رفتار سیستم قاب بتن آرمه ویژه با دیوار برشی بتنی برابر ۸ و ضریب رفتار دیوار برشی فولادی در قاب فولادی ویژه در آئین نامه‌ی ASCE07 برابر ۸ پیشنهاد شده است. لذا مطالعات بیشتر در خصوص تعیین این ضریب با تحلیل مدل‌های بیشتر الزامی است.

جدول (۱۴) مقادیر نهایی پارامترهای لرزه‌ای

مدل	R_s	R_μ	R_{LRFD}	R_{ASD}
۷ طبقه	۱٫۹۶	۵٫۷۳	۱۰٫۸۴	۱۵٫۶
۱۵ طبقه	۲٫۲۹	۴٫۶۹	۹٫۱۹	۱۳٫۲۴
۳۰ طبقه	۳٫۱۹	۲٫۳	۶٫۹۸	۱۰٫۰۵
مقدار نهایی	۲٫۴۸	۴٫۲۴	۹	۱۲٫۹۶

۸ – نتیجه‌گیری

امروزه دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی رواج یافته و بسیار مورد توجه محققان و طراحان قرار گرفته است. استفاده از این سیستم در ساختمان‌ها نیازمند ارائه پارامترهای لرزه‌ای با آنالیزهای دقیق می‌باشد. در تحقیق حاضر سه مدل ساختمان بتن آرمه با دیوار برشی فولادی در ابعاد ۷ و ۱۵ و ۳۰ طبقه تحلیل و طراحی گردیده و پارامترهای لرزه‌ای با استفاده از آنالیز دینامیکی فزاینده غیرخطی و استاتیکی غیرخطی تحت ۱۰ رکورد زلزله دور و نزدیک گسل مختلف محاسبه شد. نتایج مقدار نهایی ضریب رفتار را برای سیستم قاب بتن آرمه با دیوار برشی فولادی نازک در حالت حدی برابر ۹ ارائه داد. همچنین مقادیر ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت به ترتیب برابر۴/۲۴ و ۲/۴۸ بدست آمد. این مطالعه مقدمه‌ای جهت تعیین ضریب رفتار سیستم بوده و تحلیل مدل‌های بیشتر جهت تدقیق نتایج الزامی است.

مراجع

[1]- L. Guo et al, (2012), “Cyclic behavior of SPSW and CSPSW in composite frame “ Thin-Walled Structures , No. 51 , pp. 39–52.

[2]- Vincent Caccese , Mobamed Elgaaly, (1993), journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 2, pp. 573-587.

[3] – ازهری، مجتبی، میرقادری، سیدرسول، " طراحی سازه‌های فولادی"، جلد چهارم، انتشارات ارکان دانش، چاپ دوم،

تابستان ۱۳۹۰.
[4]– صبوری، سعید، "مقدمه‌ای بر دیوار برشی فولادی"، انتشارات انگیزه، چاپ اول، تهران، ۱۳۸۰.
[5]- CAN/CSA S16.1, "Limit States Design of Steel Structures", Canadian Standard Association, Willowdale, Ontario, Canada, 2001.
[6]- Roberts T.M and sabouri-Ghomi, S. (1992) "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Perforated Steel Plate Shear Wall", thin-walled Structures, Vol 14, No.2, pp.139-151.
[7]- Caccese, V., Elgaaly, M., and Chen, R. (1993), "Experimental Study of Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No.2, pp.573-587.
[8]- Elgaaly, M., Caccese, V., and Du, C. (1993), "Post-Bukeling Behavir of Stel-Plate Shear Walls Under Cyclic Loads", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 2, pp. 588-605.
[9]- Driver, R.G., Kulak, G. L., Elwi, A. E., and Kennedy, D.J.L. (1998), "Cyclic Test of Four-Story Steel Plate Shear Wall", ASCE , Journal of structural Engineering, Vol. 124 No.2, pp.112-120.
[10]- Driver, R.G. Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L., and Elwi, A.E. (1996), "Seismic Performance of Steel Plate Shear Walls Based on a Large-Scale Multi-Story Test", Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper 1876, p.9.
[11]- Behbahanifard, M., Grondin, G., and Elwi, A, "Experimental and Numerical Investigation of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No.254, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton,Alberta, Canada, 2003.
[12]- Veladi, H., Armaghani, A and Davaran, A. "Experimental Investigation Cyclic Bihavior of Steel Shear Walls", Asian journal of Civil Engineering, Vol.8,No.1, pp.63-75, 2007
[13]- Chen, S. and Jhang, C. "Cyclic Behavior of Low yield Steel Shear Walls", Thin Walled Structures, Vol.44, pp.730-738, 2006.
[14]– صبوری، سعید، قلهکی، مجید، "مطالعه آزمایشگاهی دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه طبقه"، نشریه علمی–پژوهشی امیرکبیر، سال نوزدهم، شماره جلد–۶۸، گروه مهندسی عمران، بهار و تابستان ۱۳۸۷.
[15]- Choi, I. and Park, H. (2011). ”Cyclic Loading Test for Reinforced Concrete Frame with Thin Steel Infill Plate” J. Struct. Eng., 137(6), 654–664.
[16] David J. Webster, S.E., S.M.ASCE; Jeffrey W. Berman, Ph.D., P.E., A.M.ASCE; and Laura N. Lowes, Ph.D, P.E., M.ASCE, "Experimental Investigation of SPSW Web Plate Stress Field Development and Vertical Boundary Element Demand", Journal of Structural Engineering, Vol140, Issue 6, 2014.
[17]- Saeid Sabouri-Ghomi, Salaheddin Mamaziz, "Experimental investigation on stiffened steel plate shear walls with two rectangular openings", Thin-Walled Structures, Volume 86, Pages 56–66, 2015.
[18]- Peijun Wang, ,Zipeng Xue, Shaowen Xiao, " Seismic behavior of Self-Buckling-Restrained Steel Plate Shear Wall made by two incline-slotted infill plates", Journal of Constructional Steel Research, Volume 133, Pages 47–64, 2017.
[19] Anjan K.(2014) “seismic behavior of steel plate shear walls with centrally placed circular perforations”, thin-walled structures. 30-42.
[20] Wang, M. Yang, W. Shi, Y. Xu, J.(2015) “seismic behaviors of steel plate shear wall structures with construction details and materials”, journal constructional steel research. 194-210.
[21] Ronny, P. Bruneau, M.(2015) “experimental investigation of steel plate shear walls in-span plastification along horizontal boundary elements”, engineering structures. 68-79.
[22]-Vamvatsikos,D. Cornell, C.A, Incremental Dynamic Analysis”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491-514, 2002.
[23]- Bertero, V.V., and Bresler, B., “Design and Engineering Decisions: Failure Criteria (Limit States)” Proc., of 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India.1997.
[24]- Federal Emergency Management Agency,” Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings”, FEMA -351
[25]- Federal Emergency Management Agency, “Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings”, FEMA -350.
[۲۶]– کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، "آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله"،

استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۹۳

[27]- Federal Emergency Management Agency,” PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS”,FEMA-356

[۲۸] سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، " دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود"، نشریه ۳۶۰، ۱۳۸۵

[29] Uang C.M, “Establishin R and Cd Factor Bulding Seismic Provision”, Journal of Structure Engineering, Vol.117, No.10, August 1991.

[30] Mwafy A.M & Elnashai A.S, “Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings”, Journal of Earthquake Engineering, Vol.6, P.239-273, 2002.

[۳۱] معصومی، علی، "تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با تأکید بر مقاومت افزون و درجه نامعینی"، رساله دکتری مهندسی سازه، دانشکده فنی مهندسی دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۸۲.

[32] OpenSees Command Language ,“Open System for Earthquake Engineering Simulation”, http://opensees.berkeley.edu.

[۳۳] دفتر امور مقررات ملی ساختمان، "بارهای وارده بر ساختمان"، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ویرایش سوم، وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۹۲

[۳۴] دفتر امور مقررات ملی ساختمان، "طرح و اجرای ساختمان‌های بتن آرمه"، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، ویرایش چهارم، وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۹۲

[35]- AISC, Steel Design Guide 20, “Steel Plate Shear Wall”, 2007.